UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

MAESTRIA EN CIENCIAS CON MENCION EN INGENIERIA ESTRUCTURAL

COMPORTAMIENTO Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO

PORTICOS Y MUROS DE CONCRETO DISEÑADOS POR DESEMPEÑO

INGº CARLOS J. RAMOS CHIMPEN

Resumen

Las graves consecuencia sociales (pérdidas de vidas), y las cuantiosas pérdidas económicas, en un evento sísmico, es la preocupación de muchos Países azotados por éste fenómeno natural; sobre todo en aquellos, cuyos Códigos no están cubriendo adecuadamente el comportamiento de sus edificaciones.

Es por ésta razón que existe un profundo interés en desarrollar trabajos de investigación , en Países cómo EEUU, Japón, Nueva Zelandia, basados en desempeño sismorresistente, de manera que el comportamiento de las estructuras sea más predecible y controlable.

El Diseño por desempeño se encuentra actualmente en desarrollo, y a niveles de recomendaciones, con excepción de Japón que ya lo ha incluido en sus Normas; se espera que la Norma Peruana en un tiempo no muy lejano pueda considerar estas nuevas tendencias, que permitan garantizar un adecuado comportamiento de nuestras edificaciones

Introducción

El comportamiento de las estructuras durante un movimiento sísmico en los últimos años , particularmente los ocurridos en; Loma Prieta (1989), Northidge (1994), Kobe (1995), Méjico (1985), Turquía y otros; muestran claramente la necesidad de contar con procedimientos de diseño y construcción sísmica que conduzcan a edificaciones con un adecuado grado de predicción de su comportamiento. Las pérdidas de vidas, la gran cantidad de personas sin hogar, las cuantiosas pérdidas económicas, y los daños psicológicos, han probado ser social y económicamente inaceptables sobre todo para los Países del Tercer Mundo; desde ya por su condición de empobrecimiento.

Este análisis no es sorprendente teniendo en cuenta la filosofía de las Normas de diseño sísmico, basados sólo en un nivel de desempeño, el correspondiente a la protección de la vida, sin una clara definición cuantitativa y empleando procedimientos de diseño que satisfacen fundamentalmente requisitos de resistencia.

Un enfoque prometedor para el desarrollo más confiable de Normas futuras, está dado por la aplicación de los conceptos de la Ingeniería Sísmica basada en el desempeño.

La filosofía de diseño del ACI, y la Norma Peruana E-030, mantiene un enfoque de diseño por resistencia. Por su parte, en el diseño por desempeño, se pone un mayor énfasis en la capacidad de deformación del sistema.

Definición

La Ingeniería basada en desempeño, esta referida a una serie de procedimientos de manera tal que las edificaciones tengan un desempeño sismorresistente controlable y predecible, cuando responden a niveles definidos de sismo, dentro de niveles de confiabilidad definidos.

El ATC-40, lo define como la metodología de diseño en la cual el criterio estructural se expresa en términos de selección de un objetivo de desempeño. En contraste al método convencional en la cual el criterio estructural se define por exigencias sobre los elementos, que resultan de un nivel predeterminado de fuerza

DISEÑO POR DESEMPEÑO DE PORTICOS QUE FALLAN A FLEXIÓN

Como es bien conocido, los reglamentos de construcción modernos han adoptado la filosofía de diseño de pórticos, con vigas débiles y columnas fuertes. Esta filosofía implica promover la formación de articulaciones plásticas por flexión en las vigas. Sin embargo, lo anterior a menudo se interpreta, erróneamente, al suponer que las columnas permanecerán en el intervalo elástico de comportamiento. Frente a un sismo, es probable que las columnas de pórticos de concreto reforzado, en especial las de planta baja, estén sometidas a un amplio número de ciclos de deformaciones inelásticas la formación de articulaciones plásticas por flexión en las vigas.

Sin embargo, lo anterior a menudo se interpreta, erróneamente, al suponer que las columnas permanecerán en el intervalo elástico de comportamiento. Frente a un sismo, es probable que las columnas de pórticos de concreto reforzado, en especial las de planta baja, estén sometidas a un amplio número de ciclos de deformaciones inelásticas.

Capacidad de deformación

Normalmente la capacidad de deformación se mide en términos de ductilidad o distorsión, donde la primera es el cociente de la máxima deformación a la de fluencia, y la segunda es la razón del máximo desplazamiento lateral del entrepiso y la altura del entrepiso .

Para poder diseñar un elemento de modo que tenga una capacidad de deformación suficiente, es indispensable calcular su deformación, tanto en el intervalo elástico como inelástico de comportamiento

Estacionamiento en Cal State University

En columnas cuya resistencia a cortante es mayor que la correspondiente a la fluencia por flexión, las deformaciones por corte seguramente serán pequeñas y se podrán despreciar. Las deformaciones de flexión se pueden calcular a partir de un análisis momento-curvatura de una sección sujeta a fuerza axial constante. Una vez conocidas las curvaturas, éstas pueden integrarse a lo largo del elemento para calcular la rotación

Parámetros que afectan la capacidad de deformación de las columnas

La capacidad de deformac. inelástica de columnas está determinada por los sgtes. parámetros :

*** Carga axial**

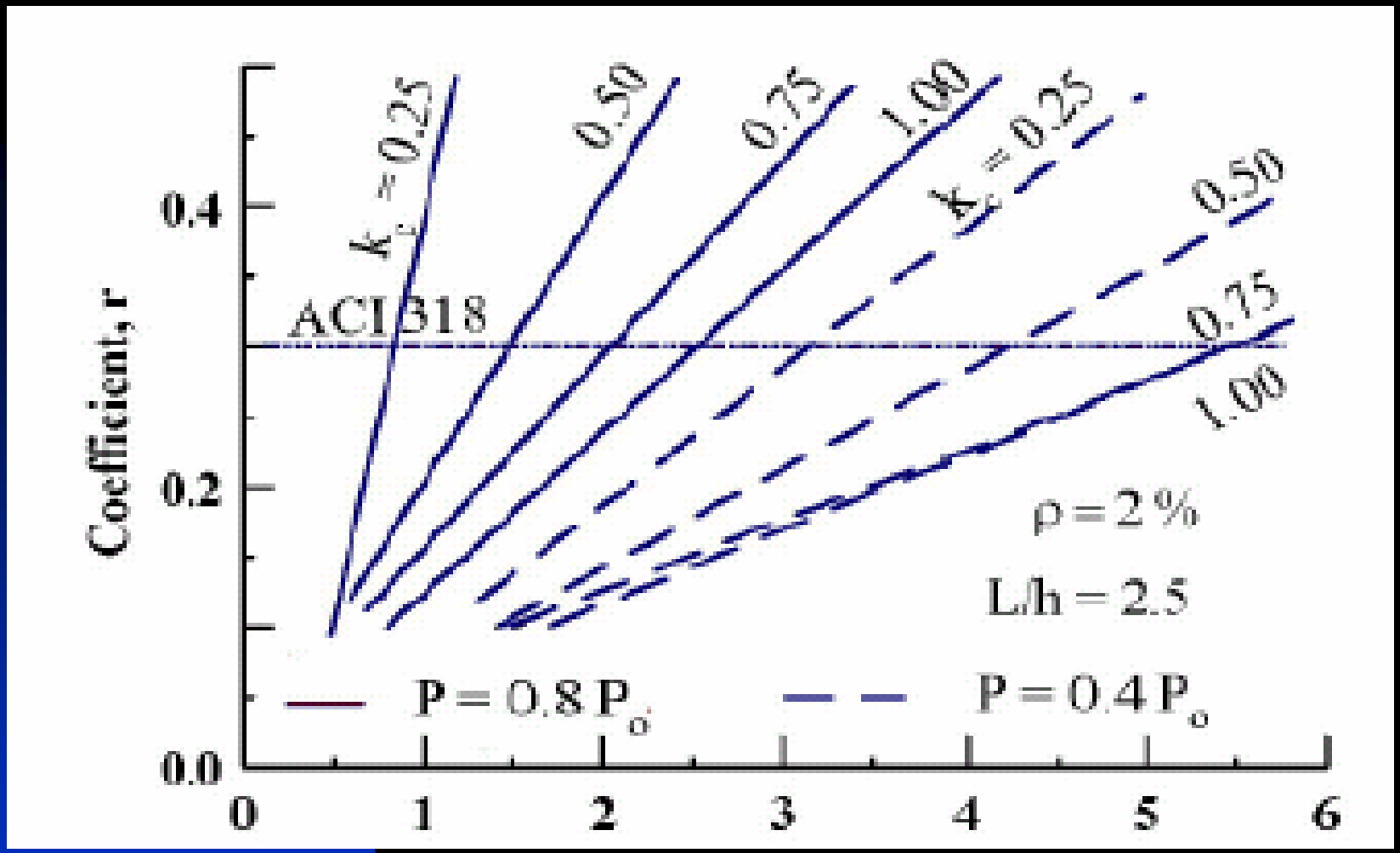
- *** Cuantía, esfuerzo especificado de fluencia, separación, y arreglo del refzo.**
- *** Resistencia del concreto.**
- *** La razón entre el área bruta, al área del núcleo de concreto.**
- *** Cuantía de refuerzo longitudinal .**
- *** Relación de aspecto de la columna.**

A partir de un estudio dirigido a evaluar la importancia relativa de los parámetros anteriores en la capacidad de deformación inelástica; Razvi y Saatcioglu concluyeron que el confinamiento pasivo se puede expresar en función de la cuantía y esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal.

$$r = \frac{\rho_c f_{yt}}{f'_c \left(\frac{A_g}{A_c} - 1.0 \right)}$$

$$\rho_c = \frac{A_{st}}{s b_c}$$

Asimismo encontraron que el confinamiento es proporcional a la razón del área total y del núcleo cuando este cociente varía entre 0.4 y 0.8. De este estudio propusieron el parámetro de diseño "r"



a) Columnas cuadradas y rectangulares

Figura 1. Variación de la capacidad de deformación con los parámetros que definen el confinamiento

Diseño por desempeño de columnas

En el diseño sísmico por desempeño de las columnas los requisitos del refuerzo de confinamiento de columnas se establecen en función del nivel esperado de deformación inelástica, es decir, de la demanda de deformación

Existen varios modelos que establecen los requisitos del refuerzo por confinamiento. Park, Priestley y Gill (1982) establecieron como parámetro para medir el desempeño, a la ductilidad de curvatura

Recientemente, Saatcioglu y Razvi (2002) han propuesto un método de diseño del refuerzo de confinamiento basado en desplazamientos, o más específicamente, en distorsión, δ. Proponen que la cuantía volumétrica del refuerzo de confinamiento se calcule aplicando la ecuación siguiente:

$$\tilde{n}_c = 14 \frac{f'_c}{f_{yh}} \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \frac{1}{\sqrt{k_c}} \frac{P}{P_0} \tilde{a}$$

Diseño por desempeño de columnas que fallan por cortante

El comportamiento de columnas de concreto reforzado que fallan por cortante ha recibido considerable atención por los investigadores tras los cuantiosos daños registrados durante los sismos de Northridge, 1994, y Kobe, 1995.

J.A. Pincheira y J.F. Bonacci (Universidad de Toronto), han logrado reunir en una base de datos, resultados de ensayos de 97 columnas. Los ensayos fueron desarrollados en el Japón y en los Estados Unidos de América. Del total, 81 exhibieron fallas por flexión-cortante.

Varios investigadores han propuesto modelos de comportamiento para estimar la resistencia a cortante de columnas ante cargas cíclicas. Uno de ellos es el desarrollado por Moehle.

En este modelo, la resistencia es la suma de las contribuciones del concreto, acero y la carga axial

Moehle y otros proponen calcular la contribución del concreto a partir de la ec. 7, donde *fcr* = 6 √f´c, en kg/cm2. La expresión está limitada a valores *a/d* entre 2 y 3. El parámetro k varía según se indica en la fig. 5.

$$V_c = \frac{k}{a/d}\left(f_{cr}\sqrt{1+\frac{P/A_g}{f_{cr}}} \right) 0.8\,A_g$$

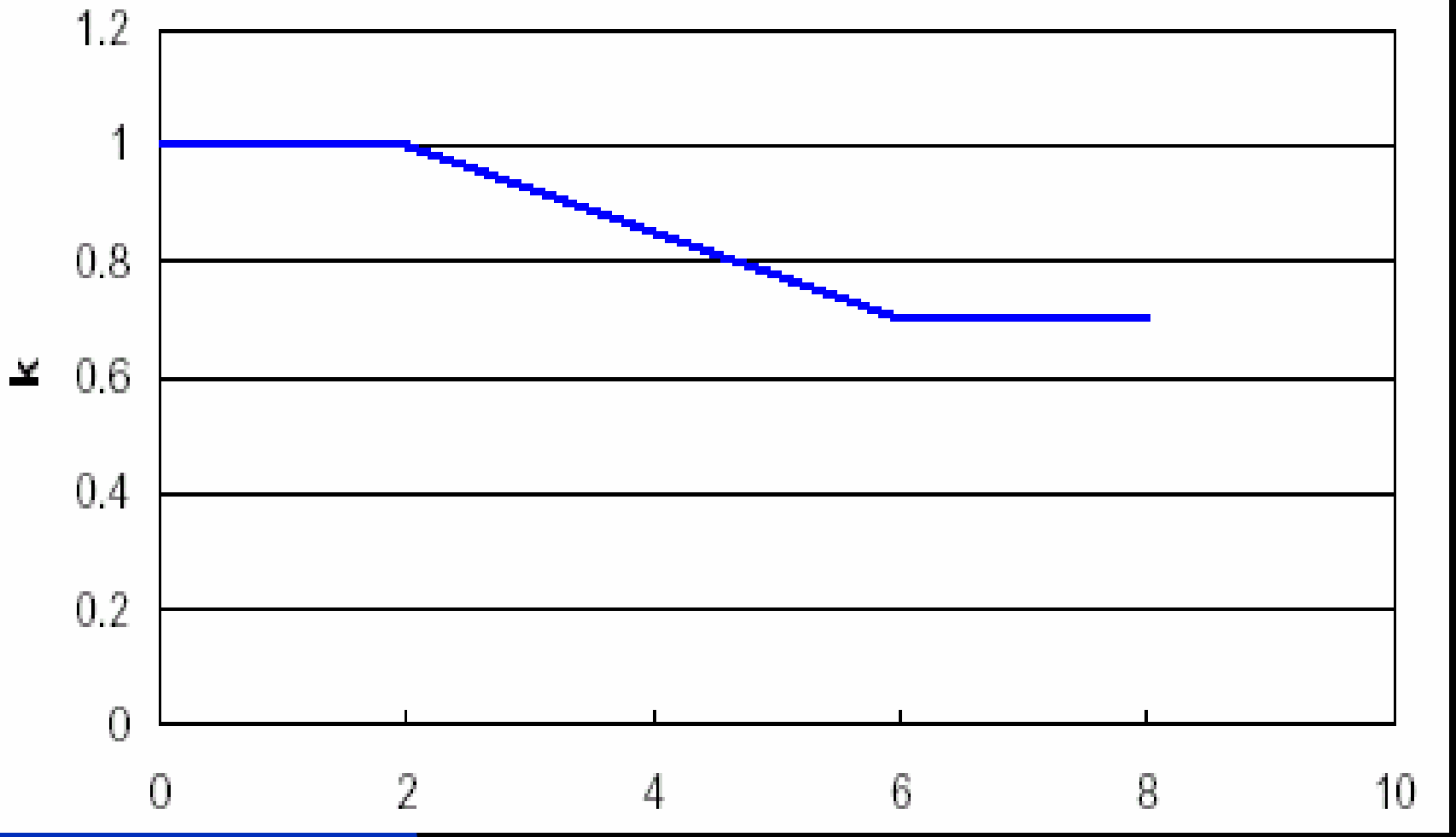


Figura 5. Valor del parámetro k contra ductilidad de desplazamiento

DISEÑO POR DESEMPEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES

El primer paso para diseñar muros estructurales consiste en obtener sus dimensiones preliminares y su ubicación en el edificio . La ubicación de los muros frecuentemente está dictada por razones arquitectónicas y uso del edificio

Los muros estructurales están sujetos a una combinación de momento flexionante, fuerza axial y fuerza cortante. El comportamiento de los muros depende fuertemente del cociente entre el momento flexionante y la cortante que se presenta en la base de los muros. Este cociente está relacionado, principalmente, con la relación de aspecto de los muros

Esta relación se define como el cociente entre la altura del muro y la longitud del muro en la base. Ensayos de laboratorio han indicado que para altas relaciones de aspecto, el comportamiento del muro esta controlado por flexión, mientras que para bajas relaciones lo está por fuerza cortante . Los límites de esta relación no son definitivos, pero se acostumbra clasificar a los muros como esbeltos si la relación de aspecto es mayor que 3; si es menor que 2 se clasifica como robusto. El comportamiento de muros esbeltos está controlado por flexión, mientras que el de los robustos lo está por cortante. . Los límites de esta relación no son definitivos, pero se acostumbra clasificar a los muros como esbeltos si la relación de aspecto es mayor que 3; si es menor que 2 se clasifica como robusto.

Diseño por desempeño de Muros esbeltos

Al igual que en columnas, la resistencia y la capacidad de deformación de los muros son características estructurales de suma importancia para los muros esbeltos. Usualmente, la resistencia tiene importancia al reducir las demandas de deformación en estructuras rígidas, pero no tiene efecto en estructuras flexibles. En estructuras de periodos estructurales largos es necesario proveer resistencia para disminuir los daños en sismos pequeños y moderados. Para este tipo de estructuras es conveniente dotar al sistema de una adecuada rigidez lateral con objeto de disminuir los desplazamientos y deformaciones asociados

Priestley y Kowalsky (1998) han definido diferentes niveles de desempeño de los muros según las máximas deformaciones generadas en el refuerzo y en el concreto

* **Ocupación inmediata**: la deformación en el acero es 0.5 a 0.75 e_y; en el concreto se limita a 0.002.(sin daño en los elementos estructurales y no estructurales)

* **Control de daño**: la deformación en el acero será del orden de 0.01, mientras que en el concreto estará entre 0.003 y 0.004. Se proponen grietas residuales entre 0.5 y 1 mm de anchura.(daño reparable en la estructura)

* **Protección a la vida**: deformaciones en el acero del orden de 0.6 veces la de ruptura; en el concreto, las deformaciones serán del orden de 0.015. (estabilidad ante cargas verticales de modo que existan rutas seguras de evacuación

Los desplazamientos laterales del muro son empleados para calcular las demandas locales, y de ellas, el refuerzo por confinamiento. Para ello aquí se presentan dos metodologías: la de Wallace y Moehle (1992) y la de Priestley y Kowalsky . Para estos casos, el diseño por desempeño convierte en un diseño basado en desplazamientos.

Metodología de Wallace y Moehle

Según esta metodología, las dimensiones y el refuerzo vertical del muro se obtienen mediante un análisis convencional basado en fuerzas

Wallace y Moehle relacionan la curvatura y la deformación máxima a compresión con el desplazamiento lateral mediante

$$\phi_u l_w = 0.0025\left(1 - 0.5\frac{h_w}{l_w}\right) + 2\frac{\delta_u}{h_w}$$

A partir del equilibrio de la sección transversal se puede calcular la relación entre la deformación de compresión máxima y la curvatura última

$$\varepsilon_{c\max} = \left[\frac{\left(\rho + \rho'' - \frac{\gamma}{\alpha}\rho'\right)\frac{\alpha f_y}{f'_c} + \frac{P}{A_w f'_c}}{\left(0.85\beta_1 + 2\rho''\frac{\alpha f_y}{f'_c}\right)}\right]\phi_u l_w$$

Metodología de Priestley y Kowalsky

Esta metodología no se basa en el cálculo de las fuerzas laterales equivalentes de los reglamentos de construcción. En su lugar, la cortante basal se calcula a partir del desplazamiento calculado, amortiguamiento, y las propiedades dinámicas de la subestructura. Inicialmente, la estructura se modela como un sistema de un grado de libertad con propiedades similares a las del sistema inelástico .

La distribución de desplazamientos de un edificio a base de muros se calcula como La distribución de desplazamientos de un edificio a base de muros se calcula como

$$\Delta_i = \Delta_{ai} + \Delta_{pi} = \frac{2}{3}\varepsilon_y \frac{h_i^2}{l_w}\left(1.5 - \frac{h_i}{2h_n}\right) + \left(\theta_d - \frac{\varepsilon_y h_n}{l_w}\right)\left(h_i - \frac{l_p}{2}\right)$$

La longitud de la articulación plástica y la distorsión de diseño se calculan como

$$l_p = 0.2l_w + 0.03h_n \geq 0.054h_n + 0.022 f_y d_b$$

$$\theta_d = \frac{\varepsilon_y h_n}{l_w} + (\phi_m - \phi_y) l_p \leq \theta_c$$

El desplazamiento de diseño de la subestructura se calcula como :

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^{n} m_i \Delta_i^2}{\sum_{i=1}^{n} m_i \Delta_i}$$

El desplazamiento de fluencia se obtiene de

$$\Delta_y = \frac{2}{3}\frac{\varepsilon_y}{l_w}h_n^2 = \frac{2}{3}\frac{\varepsilon_y}{l_w}\left(\frac{\sum_{i=1}^{n} m_i \Delta_i h_i}{\sum_{i=1}^{n} m_i \Delta_i}\right)^2$$

La fuerza cortante basal se obtiene, entonces, de $V_B=K_eD_d$. La fuerza se distribuye en la altura aplicando la siguiente expresión

$$F_i = V_B \frac{m_i \Delta_i}{\sum_{i=1}^{n} m_i \Delta_i}$$

Diseño por desempeño de muros robustos

Los modos de falla de muros robustos corresponden a mecanismos asociados a agrietamiento inclinado o al deslizamiento en la base de los muros. Uno de los modos de falla más característicos es el debido a tensión diagonal, el cual ocurre para esfuerzos cortantes promedio relativamente bajos (del orden de 0.75 √f´c, en kg/cm2). En muros en los cuales el esfuerzo cortante medio excede de 1.75 √f´c, en kg/cm2, el mecanismo resistente implica puntales de compresión que tienden a fallar por aplastamiento después de un número elevado de ciclos.

Existen varios modelos para estimar la resistencia a cargas laterales de muros robustos. Estos modelos están basados en hipótesis y observaciones diferentes. En términos generales se puede afirmar que la predicción que hacen de la resistencia evidencia una muy amplia dispersión, especialmente si se trata de predecir la resistencia con modelos basados en ajustes empíricos a partir de resultados de laboratorio.

Modelo del ACI 318 - 2002

De acuerdo con ACI 318 (2002), la resistencia nominal a cortante de un muro está dada por la suma de la contribución del concreto (V_c) y la contribución del refuerzo horizontal (V_s).

. Para el diseño sísmico se considera la siguiente expresión

$$V_c = \alpha_c \sqrt{f'c}\ t\ L$$

donde el término α_c es función de la relación h/l. Para h/l $\leq$ 1.5, α_c = 3; para h/l $\geq$ 2.0, α_c = 2; para valores intermedios de h/l se interpola linealmente

La formulación recomendada en el ACI 318 - 2002 para determinar la resistencia a cortante de muros de concreto, aunque es bastante práctica, carece de una buena precisión cuando se compara con resultados experimentales

Modelo de Hernández y Zermeño

Hernández y Zermeño (1980) mantienen la misma expresión para V_s que el ACI, y proponen un incremento de la resistencia V_c para muros robustos. La ecuación que recomiendan para estimar V_c sin la contribución de la carga axial es

$$V_c = \left[6 - 1.1 \left(\frac{M}{VL} \right)^2 \right] \sqrt{f'c} \geq 2\sqrt{f'c}$$

Para muros con relación M/Vl baja, el ajuste de las expresiones propuestas por Hernández y Zermeño es mejor que el presentado en el ACI 2002

Modelo de Wood

El modelo de Wood (1990) se enfoca a muros de baja relación de aspecto (M/Vl < 2.0).

. A diferencia del modelo ACI, en el de Wood no se considera la contribución del refuerzo horizontal a la resistencia. Se propone que la resistencia mínima a cortante de este tipo de muros esta dada por :

$$V_n = 6\sqrt{f'c}$$

Cuando el refuerzo vertical es considerable, la resistencia a cortante puede obtenerse mediante la analogía de cortante por fricción

$$V_n = \frac{A_{vf}\, fy}{4\, A_{cv}} \leq 10\sqrt{f'c}$$

Con el modelo propuesto por Wood, se obtiene un mejor ajuste a las resistencias experimentales en comparación con la ecuación del ACI 2002 o con el modelo de Hernández.

Modelo de Leiva y Montaño

De manera similar al ACI, Leiva y Montaño (2001) proponen un modelo que considera por separado la contribución del refuerzo horizontal y del concreto. En el modelo se considera que sólo el 70% del refuerzo horizontal contribuye a la resistencia a cortante

La resistencia a cortante de un muro de concreto se obtiene mediante la siguiente expresión

$$V_n = V_c + V_s = 7.54\left[1 + 10\frac{M}{M_n}\rho_{flex}\right] H\left(\frac{M}{VL}\right) f(\mu_\phi)\sqrt{f'c}\, t\, d + \alpha\left(\frac{A_{sh}}{sb} f_y\, t\, d\right)$$

donde

$$H\left(\frac{M}{VL}\right) = \begin{cases} 1 - 0.25\frac{M}{VL} & \text{para } \left(\frac{M}{VL}\right) \le 1 \\ 0.75 & \text{para } \left(\frac{M}{VL}\right) > 1 \end{cases}$$

$$f(\mu_\phi) = \begin{cases} 0.90 & \text{sin demanda de ductilidad} \\ 1 - 0.10\,\mu_\phi & \text{para } \mu_\phi \ge 1 \end{cases}$$

$$\alpha = 0.70$$

El modelo propuesto por Leiva y Montaño ajusta razonablemente bien con los resultados experimentales, sin embargo, la metodología sugerida no es muy práctica para fines de diseño

Modelo de Hwang y otros

Hwang y colaboradores (2001) proponen un modelo de puntales y tensores para estimar la resistencia a cortante. El modelo propuesto tiene origen en el equilibrio de la sección agrietada del concreto. Para muros de concreto sin columnas en los bordes, la predicción de la resistencia resultó adecuada. Para muros con columnas en los bordes, la resistencia obtenida empleando el modelo tiende a ser conservadora .

Sin embargo, la metodología sugerida no es muy práctica para fines de diseño

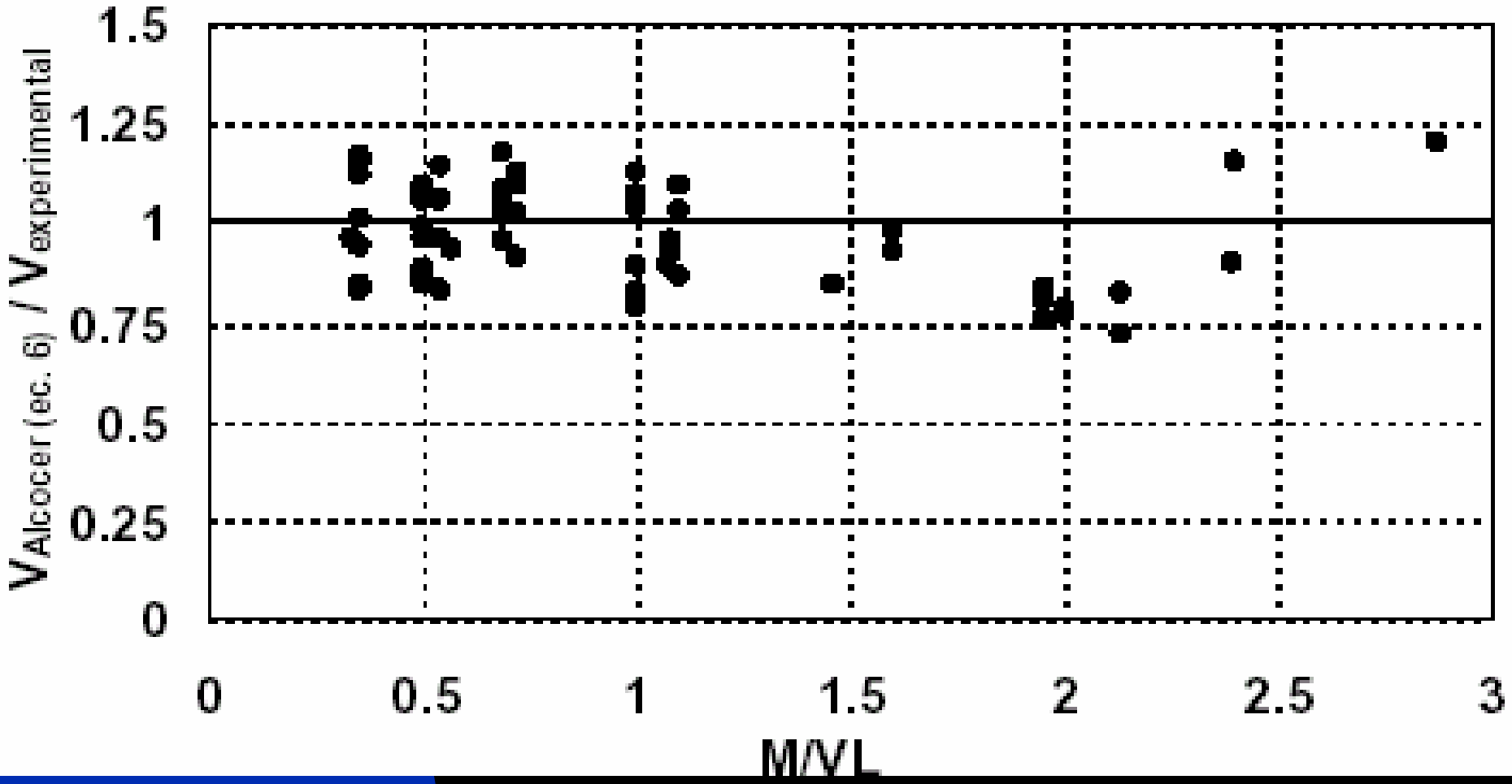
Modelo de Sánchez, Celestino y Alcocer

Sánchez, Celestino y Alcocer han desarrollado un modelo preliminar para estimar la resistencia a corte de muros robustos, así como para calcular las distorsiones asociadas al agrietamiento y a la resistencia. El modelo se basa en observar las tendencias de los resultados experimentales. La resistencia a cortante de un muro de concreto puede ser obtenida mediante la siguiente expresión

$$V_n = V_c + V_s = \left[\alpha \left(1 + \frac{\sigma_n}{2175} \right) - 0.033 \beta \rho_{ver} fy \right] \sqrt{f'c} + \gamma \rho_{hor} fy$$

Con el modelo propuesto por la ecuación se obtiene un mejor ajuste en comparación con los tres modelos mencionados anteriormente y con el ACI 318 (2002). La ecuación mantiene un formato similar a la del ACI.

Los parámetros de la ecuación, fueron calibrados con resultados experimentales de 48 muros de concreto de sección rectangular sin columnas en los extremos



. Cociente de la resistencia predicha por el modelo de Sánchez, Celestino y Alcocer y la resistencia medida en función de la relación *M/VL*

COMENTARIOS FINALES

Los métodos presentados están basados en modelos estructurales llevados a la falla, o a grandes deformaciones . Estos son consistentes con los niveles de desempeño de prevención del colapso y preservación de la vida.

A la actualidad todavía no se tiene herramientas necesarias para diseñar por sismo estructuras de concreto con base a desempeño, de modo de alcanzar cualquier nivel de desempeño seleccionado.

El extenso daño y las fallas de las construcciones en un País sísmico se puede atribuir directamente a un mal detallado o incluso negligente. Sólo una estructura bien detallada puede lograr la calidad deseada de comportamiento.

Los actuales códigos de diseño no interpretan adecuadamente los niveles de desempeño sismorresistente de las edificaciones (habitabilidad inmediata, reparabilidad, y prevención del colapso)

FIN